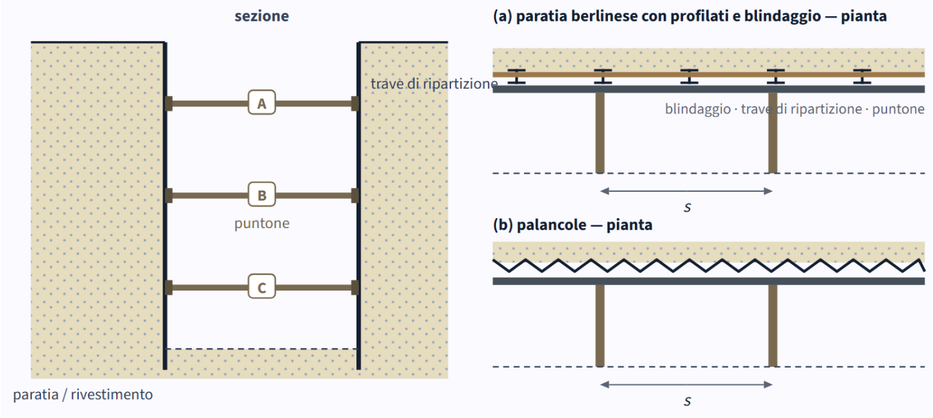
Presentazione didattica di geotecnica · Paratie di palancole e scavi puntonati

Scavo puntonato in sabbia

Lezione: scavo puntonato in sabbia; inviluppo delle spinte di Peck, carichi nei puntoni, dimensionamento di palancole e travi di ripartizione, verifica dell'acciaio e sollevamento del fondo scavo; un esempio di calcolo per ogni argomento.



Sostegno dello scavo · Inviluppo di Peck (sabbia) · Puntone · trave di ripartizione · palancole · EN 1993 · AISC 360 · Sifonamento al fondo

Introduzione

Che cosa si impara in questa lezione?

Perché in uno scavo puntonato la pressione **non è quella di Rankine** e come si costruiscono gli **inviluppi** a partire dai carichi misurati sui puntoni

Per la sabbia, l'**inviluppo di Peck $\sigma_a = 0.65\,\gamma\,H\,K_a$** e tre regole per K_a in presenza di più strati di sabbia

L'aggiunta di **acqua** e **sovraccarico** come diagrammi separati accanto all'inviluppo

Dall'inviluppo alle **reazioni dei vincoli** (conci articolati, reazioni A, B_1, B_2, C, P = R·s)

Il dimensionamento della **paratia di palancole** (M_{max}, S) e della **trave di ripartizione** (M = R s^2/8); la verifica dell'acciaio secondo **EN 1993-1-1 e AISC 360-22**

La verifica di **sifonamento** alla base della sabbia (gradiente di uscita, FS = i_{cr}/i_{uscita})

SVOLGIMENTO DELLA LEZIONE

Ogni argomento è trattato in **tre passaggi**:

1 · **Teoria**: qual è la regola e perché è così?

2 · **Traccia**: dati e richiesto

3 · **Soluzione**: passo per passo, con i numeri

Esempio di scavo: sabbia (γ = 17.6 kN/m³, φ′ = 32°), profondità H = 8.00 m, larghezza B = 6.00 m; puntoni alle profondità 1.80 · 4.60 · 7.30 m, interasse orizzontale s = 3.00 m. Le forze sono riferite al metro di muro (i carichi nei puntoni sono moltiplicati per s).

Sistema di sostegno e suoi elementi

TEORIA

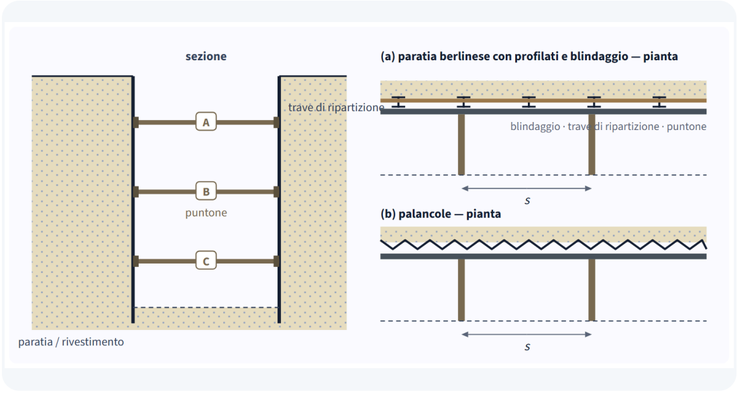
Gli scavi profondi con fronte verticale (interrati in ambito urbano, gallerie a cielo aperto) vengono mantenuti aperti con un **sistema di sostegno** provvisorio. Due disposizioni sono frequenti: **pali verticali** (in acciaio o in legno) infissi in anticipo, tra i quali si dispone il rivestimento orizzontale in legno man mano che lo scavo procede; oppure **palancole** reciprocamente incastrate che formano una parete continua.

A ogni livello di supporto, non appena lo scavo raggiunge tale livello, si installano le **travi di ripartizione** orizzontali (wale); i **puntoni** (strut) sono elementi orizzontali in acciaio che attraversano lo scavo da una trave di ripartizione all'altra e lavorano a compressione.

Per scegliere gli elementi è necessaria la spinta laterale che il sistema di sostegno dovrà assorbire. La teoria fornisce la spinta totale, non la sua **distribuzione**: la distribuzione dipende dal terreno, dalla sequenza e dalla velocità delle lavorazioni, dalla squadra e dalle attrezzature.

Le pressioni di progetto sono pertanto **inviluppi empirici**: tracciati attorno alle pressioni ricavate a ritroso dai carichi sui supporti misurati negli scavi reali.

In fase costruttiva l'interasse dei puntoni in verticale deve essere di almeno circa 2.75 m.



Ruota attorno alla sommità del muro

TEORIA

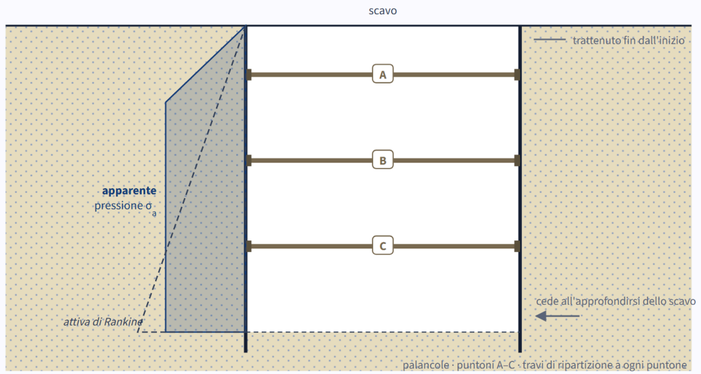
Il muro di sostegno a mensola ruota attorno alla propria base, e la spinta attiva di Rankine (nulla in sommità, massima alla base) lo descrive bene. **Il muro puntonato si muove nel senso opposto**: il primo puntone è posto quando lo scavo è ancora superficiale, così la parte superiore non si sposta quasi; ogni fase successiva viene scavata prima dell'installazione del puntone, e l'intervallo si allunga con la profondità, per cui il muro si inflette progressivamente più in basso: a scavo ultimato **è ruotato attorno alla sommità**.

In sommità la pressione rimane prossima al **valore a riposo** (il terreno si è spostato molto poco).

Alla base la pressione può scendere al di sotto del valore attivo di Rankine (il terreno ha da tempo superato l'equilibrio plastico).

La spinta risultante P_a agisce **al di sopra** del punto a un terzo del triangolo: ad altezza n_aH dalla base, con $n_a > 1/3$.

La spinta totale si determina con il cuneo a spirale logaritmica ($r = r_0 e^{\theta \tan \varphi'}$); nel terreno granulare risulta del 15–20% superiore al valore di Coulomb. Poiché però la sua distribuzione e n_a dipendono dal terreno e dal sito, gli scavi vengono progettati con **inviluppi**.



Come sono stati costruiti gli inviluppi?

TEORIA

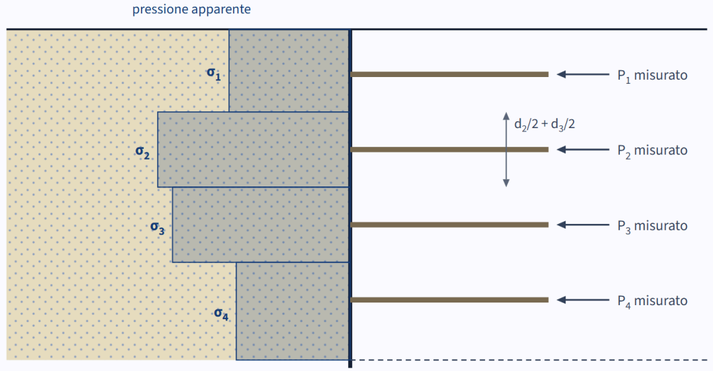
La pressione varia da punto a punto e ogni supporto deve essere dimensionato per il **carico massimo** che può incontrare. Gli inviluppi sono costruiti a questo scopo: in uno scavo strumentato si misura il carico su ciascun supporto, lo si divide per la striscia di paratia che il supporto sostiene (interasse orizzontale s × metà delle distanze dai supporti superiore e inferiore) e lo si converte in **pressione apparente** su questa fascia:

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{s\left(d_1 + \frac{d_2}{2}\right)} \qquad \sigma_i = \frac{P_i}{s\left(\frac{d_i}{2} + \frac{d_{i+1}}{2}\right)}$$

d_1 è la profondità del primo puntone, d_i le distanze tra i puntoni successivi. L'inviluppo di tutti i diagrammi sovrapposti costituisce un **diagramma apparente delle spinte**.

Gli inviluppi di Peck derivano dai carichi in sabbia misurati negli scavi della metropolitana di Berlino, Monaco e New York; egli li costruì con lo stesso metodo per le argille tenere–medie econsistenti.

L'inviluppo **non** è la pressione che agisce sul muro in un qualsiasi istante: il carico da esso ricavato per un dato supporto è stato tracciato in modo da restare a favore di sicurezza rispetto ai carichi misurati.



ciascun carico del puntone distribuito sulla fascia di parete di pertinenza: s × (metà della distanza da ciascun puntone adiacente)

$\sigma_a = 0.65\,\gamma\,H\,K_a$, su tutta l'altezza

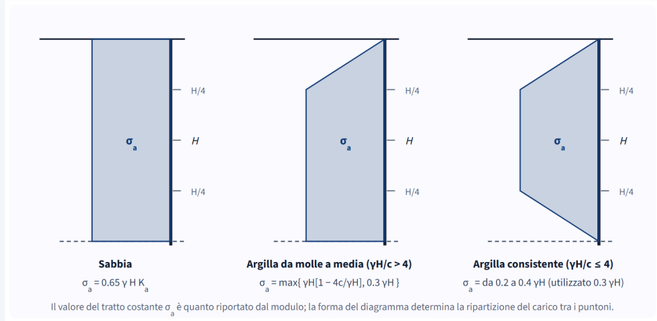
TEORIA

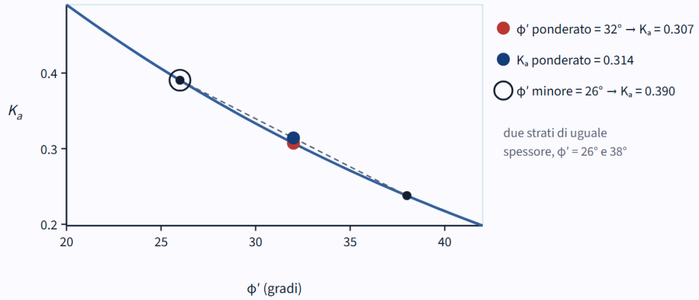
In sabbia l'inviluppo di Peck è un **rettangolo**: un'unica pressione su tutta l'altezza dello scavo, pari al 65% dell'ordinata massima del triangolo attivo di Rankine:

$$\sigma_a = 0.65\,\gamma H K_a \qquad K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

Gli inviluppi sono forniti alle seguenti condizioni: profondità di scavo superiore a circa 6 m; **falda freatica al di sotto del fondo scavo**; sabbia drenata (pressione interstiziale nulla).

L'inviluppo richiede un unico K_a; la fonte non fornisce alcuna regola per **più sabbie**. Si impiegano tre regole e queste non concordano, poiché K_a è una funzione convessa di φ' (la media assunta entro la curva risulta inferiore alla curva): $K_a(\bar{\varphi} = \Sigma\varphi H/H)$, la media $K_a = \Sigma K_{a,i} H/H$ e $K_a(\varphi'_{min})$.





Traccia

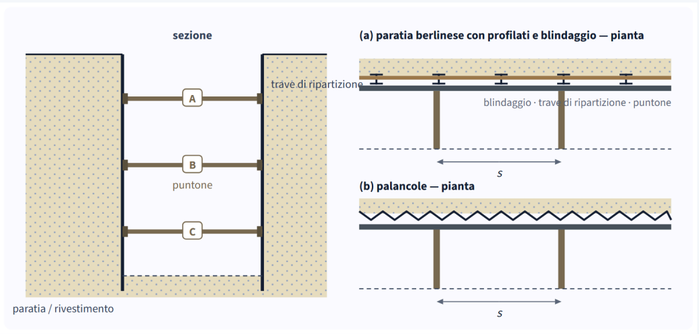
ESEMPIO

Dati

Scavo	$H = 8.00$ **m, sabbia unica** $\gamma = 17.6$ **kN/m³,** $\varphi' = 32^\circ$
Profilo a tre strati	**0–3 m:** $\gamma = 17$, $\varphi' = 28^\circ$**; 3–6 m:** 18, 38°**; sotto 6 m:** 18.5, 33° **(stesso scavo)**

RICHIESTO

(a) **K_a** e **σ_a**; (b) i valori di K_a e σ_a delle tre regole per il profilo a tre strati.



Soluzione

SOLUZIONE

1 (a) Sabbia unica

$$K_a = \tan^2(45^\circ - 16^\circ) = \mathbf{0.3073}$$

$$\sigma_a = 0.65\,\gamma H K_a = 0.65(17.6)(8.00)(0.3073) = \mathbf{28.12}\ \text{kPa}$$

2 (b) Tre strati: $\bar{\gamma}$ ponderato secondo l'altezza dello scavo = 17.75 kN/m³ (spessori degli strati 3 + 3 + 2 m)

Regola	K_a	$\sigma_a = 0.65\,\bar{\gamma} H K_a$ (kPa)	P_{max} (kN)
$K_a(\bar{\varphi} = 33.0°)$	0.2948	27.21	308.5
K_a medio = $\Sigma K_{a,i} H_i / H$	0.2983	27.53	312.1
$K_a(\varphi'_{min} = 28°)$	0.3610	33.32	377.7

In una sabbia unica l'inviluppo vale **28.12 kPa**. I valori di K_a delle tre regole variano tra 0.295 e 0.361: il calcolo con il φ' più basso (σ_a = 33.3 kPa) fornisce un valore superiore del 22% rispetto alle medie; le regole che adottano la media restano all'interno della curva e **il valore cautelativo è φ'_{min}**.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Aggiunto accanto all'inviluppo, non al suo interno

TEORIA

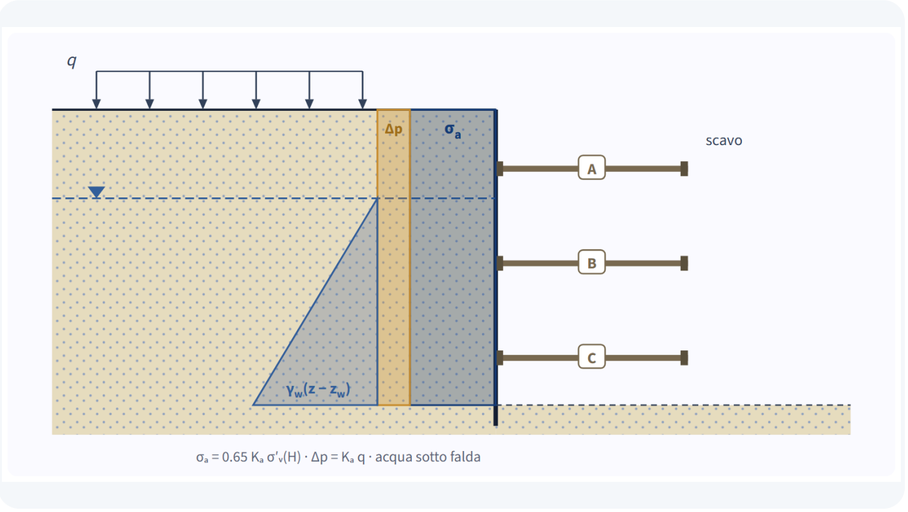
Gli inviluppi sono ricavati da scavi in cui non vi è carico sotto il piano di posa né a lato dello scavo. Il modulo li aggiunge entrambi accanto all'inviluppo come **diagrammi separati**; l'inviluppo non viene estrapolato oltre l'intervallo in cui è stato misurato.

Acqua: l'inviluppo di Peck per la sabbia è un diagramma delle tensioni efficaci. Se l'acqua è all'interno dello scavo, la tensione di copertura al livello del fondo viene assunta efficace (peso dell'unità di volume naturale sopra la falda, immerso sotto); inoltre l'acqua preme sulla paratia per l'intera altezza e i supporti portano insieme entrambi i contributi.

Il **sovraccarico q** non è incluso nell'inviluppo (il coefficiente empirico 0.65 si applicherebbe anche ad esso); esso è portato come propria pressione uniforme su tutta l'altezza.

$$\sigma'_v(H) = \sum \gamma_i h_i + \sum (\gamma_{sat,i} - \gamma_w) h_i \qquad \sigma_a = 0.65 K_a \sigma'_v(H) \qquad u(z) = \gamma_w (z - z_w)$$

$$\Delta p_q = K_a q \qquad R = \sigma_a H + \Delta p_q H + \tfrac{1}{2}\gamma_w (H - z_w)^2$$



Traccia

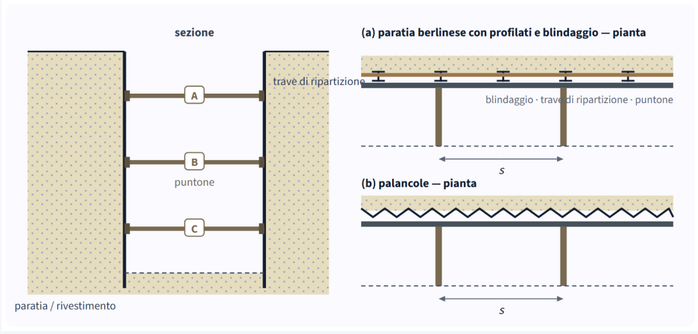
ESEMPIO

Dati

Scavo	**Lo scavo dell'Esempio 1(a) ($H = 8$ m, $\gamma = 17.6$, $\gamma_{sat} = 20$ kN/m³, $\varphi' = 32°$)**
Casi	**(a) senza acqua, senza sovraccarico; (b) falda freatica a $z_w = 3$ m; (c) sovraccarico uniforme $q = 10$ kPa**

RICHIESTO

In ogni caso **σ_a**, il sovraccarico e la pressione dell'acqua; il **carico totale R** e il massimo carico nel puntone.



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 (b) Acqua: tensione geostatica efficace e inviluppo; inoltre l'acqua agisce su tutta l'altezza

$$\sigma'_v(H) = 17.6(3) + (20 - 9.81)(5) = 103.75\ \text{kPa}$$

$$\sigma_a = 0.65(0.3073)(103.75) = 20.72\ \text{kPa}$$

$$R = \sigma_a H + \tfrac{1}{2}\gamma_w (H - z_w)^2 = 20.72(8) + \tfrac{1}{2}(9.81)(5)^2 = \mathbf{288.41}\ \text{kN/m}$$

In condizioni di falda la tensione geostatica efficace diminuisce (σ_a 28.12 → 20.72 kPa) ma l'acqua esercita sulla paratia per l'intera altezza: R = **288.4 kN/m**.

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

2 (c) Sovraccarico: pressione uniforme separata; sintesi di (a), (b), (c)

$$\Delta p_q = K_a q = 0.3073(10) = 3.073\ \text{kPa}$$

$$R = \sigma_a H + \Delta p_q H = 28.12(8) + 3.073(8) = 249.52\ \text{kN/m}$$

Condizione	σ_a (kPa)	Ek (kPa)	R (kN/m)	P_{max} (kN)	M_{max} paratia di palancole (kN·m/m)
(a) Assenza di acqua, q = 0	28.12	—	224.96	318.8	45.55
(b) Acqua z_w = 3 m	20.72	u(H) = 49.05	288.38	376.7	37.09
(c) q = 10 kPa	28.12	Δp_q = 3.07	249.52	353.5	50.53

L'inviluppo dell'acqua **lo riduce** ma aggiunge la pressione dell'acqua: R 225.0 → **288.4 kN/m**. Il sovraccarico non modifica l'inviluppo; aggiunge Δp_q = 3.07 kPa (R = 249.5 kN/m).

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Dall'inviluppo ai carichi sui supporti

TEORIA

I puntoni sono elementi orizzontali: portano la pressione lungo il proprio asse e si inflettono sotto il proprio peso; la capacità dipende dalla snellezza e negli scavi ampi può essere necessario un supporto aggiuntivo. La fonte fornisce un metodo semplice e a favore di sicurezza per il carico:

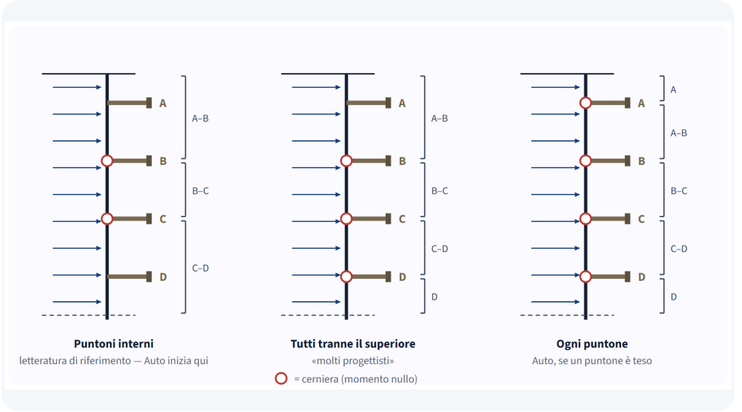
Disegnare l'inviluppo delle pressioni e i livelli dei supporti. Assumere la paratia di palancole **incernierata a ogni livello di supporto** tranne il più alto e il più basso (molti progettisti la assumono così a tutti tranne il più alto).

Scomporre il muro, in corrispondenza delle cerniere, in **mensole semplici alle estremità e travi semplici nelle parti intermedie**; determinare con la statica le reazioni di ciascun tratto (per uno scavo a quattro supporti: A, B_1, B_2, C_1, C_2, D).

Il carico di un supporto è la somma delle reazioni che riceve × l'interasse orizzontale s.

$$P_A = A\,s \quad P_B = (B_1 + B_2)\,s \quad P_C = (C_1 + C_2)\,s \quad P_D = D\,s$$

Ogni tratto è staticamente determinato: porta due vincoli; l'equilibrio dei momenti e delle forze orizzontali rispetto a uno dei vincoli fornisce entrambi. Poiché il vincolo di cerniera appartiene a entrambi i lati, raccoglie **due reazioni**. Le reazioni sono riferite all'unità di lunghezza del muro (kN/m); s le converte in un carico sul vincolo.



Traccia

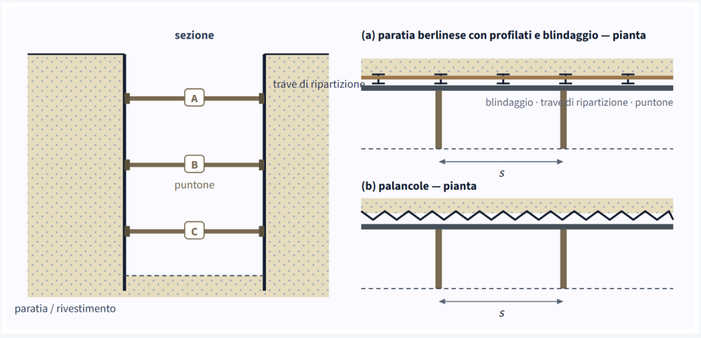
ESEMPIO

Dati

Scavo	$H = 8.00$ m; $B = 6$ m; puntoni a $z = 1.80, 4.60, 7.30$ m (A, B, C); interasse orizzontale $s = 3.00$ m
Pressione	Esempio 1(a): inviluppo rettangolare continuo $\sigma_a = 28.12$ kPa; paratia di palancole incernierata all'appoggio B (tranne in sommità e alla base)

RICHIESTO

La **risultante W** delle parti e il suo braccio **z̄**; le reazioni **A, B_1, B_2, C**; i carichi sui supporti **P_A, P_B, P_C**.



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Suddividere l'inviluppo in parti in corrispondenza delle cerniere; risultante e braccio di ciascuna parte (profondità dalla superficie superiore)

Pezzo	Intervallo (m)	W (kN/m)	z̄ (m)	Vincoli
1	0.00 – 4.60	129.35	2.300	A (z = 1.80), B (z = 4.60)
2	4.60 – 8.00	95.61	6.300	B (z = 4.60), C (z = 7.30)

2 Prima parte: equilibrio dei momenti rispetto al primo appoggio

$$R_{B_2} = \frac{W(\bar{z} - z_A)}{z_B - z_A} = \frac{129.35(2.300 - 1.80)}{4.60 - 1.80} = \mathbf{23.10} \qquad R_A = W - R_{B_2} = \mathbf{106.25}\ \mathrm{kN/m}$$

Il primo tratto porta i due appoggi con 106.25 e 23.10 kN/m; la reazione dell'appoggio superiore (A) è maggiore perché comprende anche il carico della parte a sbalzo.

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

3 Seconda parte

$$R_C = \frac{W(\bar{z} - z_B)}{z_C - z_B} = \frac{95.61(6.300 - 4.60)}{7.30 - 4.60} = \mathbf{60.20} \qquad R_{B_1} = W - R_C = \mathbf{35.41}\ \mathrm{kN/m}$$

4 Ogni supporto somma le reazioni che riceve; carico = totale × s (s = 3.00 m)

Livello	z (m)	Reazioni ricevute (kN/m)	Totale (kN/m)	P = R·s (kN)
A	1.80	106.25	106.25	**318.75**
B	4.60	23.10 + 35.41	58.51	**175.53**
C	7.30	60.20	60.20	**180.60**

Il carico massimo sul puntone è **P_A = 318.75 kN** (livello A): tale carico governa il dimensionamento del puntone. Poiché il supporto B appartiene a due parti, somma due reazioni.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Momento massimo e modulo di resistenza richiesto

TEORIA

La **paratia di palancole** si progetta a partire dagli stessi tratti: in ciascun tratto si individua il momento flettente massimo (dove il taglio cambia segno: nella campata oppure all'appoggio in cui la mensola incontra il puntone); il valore maggiore è il momento di progetto per unità di lunghezza della paratia. Il modulo di resistenza richiesto deriva dalla tensione ammissibile di flessione e dalla tabella si sceglie una sezione con almeno quel valore:

$$M_{max} = \max_{parts} |M| \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

I puntoni possono essere considerati continui se adeguatamente collegati; a vantaggio di sicurezza, sono assunti **incernierati** agli appoggi: trave semplicemente appoggiata di luce s, con la reazione del livello R (per unità di lunghezza del muro) come carico distribuito:

$$M_{max} = \frac{R\,s^2}{8} \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

Il livello con la reazione massima è determinante. Le travi di ripartizione sono talvolta collegate alla paratia di palancole nei punti in cui forniranno il sostegno laterale loro necessario.

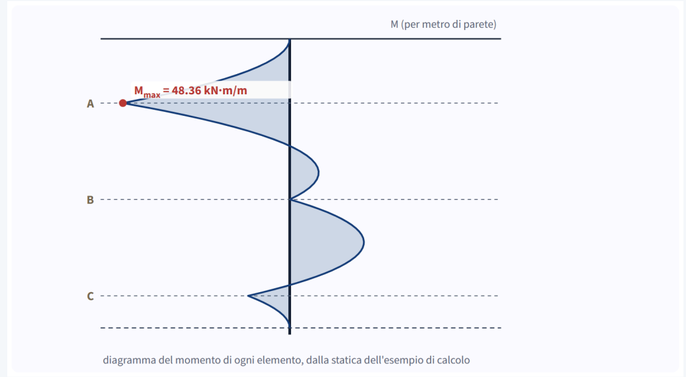
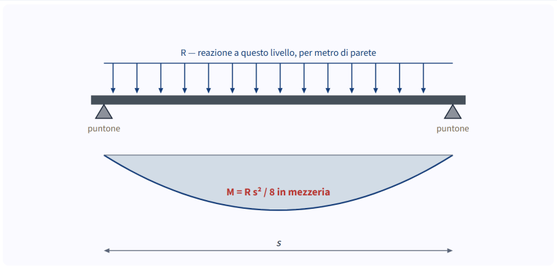


diagramma del momento di ogni elemento, dalla statica dell'esempio di calcolo



Traccia

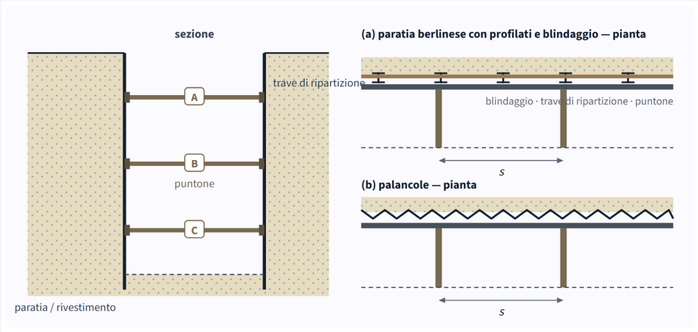
ESEMPIO

Dati

Scavo	**profondità $H = 27$ ft (8.23 m), sabbia $\gamma = 17.59$ kN/m³, $\varphi' = 32°$; puntoni a 6, 15, 24 ft (1.83; 4.57; 7.32 m); interasse orizzontale 12 ft (3.66 m); cerniera in B**
Acciaio	**tensione di flessione ammissibile $\sigma_{allow} = 165\,474$ kPa**

RICHIESTO

Il **M_{max}** della paratia di palancole e il **S** richiesto (cm³/m); al livello della reazione massima, il **M_{max}** e il **S** della trave di ripartizione (cm³).



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Paratia di palancole: momento massimo in ciascuna parte

Pezzo	Intervallo (m)	M_{max} (kN·m/m)	Posizione z (m)
1	0.00 – 4.57	48.36	1.83
2	4.57 – 8.23	21.49	5.79

2 Modulo di resistenza richiesto

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}} = \frac{48.36}{165{,}474} = 0.0002923\ \mathrm{m^3/m} = \mathbf{292.3}\ \mathrm{cm^3/m}$$

Nella paratia di palancole **M_{max} = 48.36 kN·m/m** (tratto 1, z = 1.83 m): **S ≥ 292.3 cm³/m**.

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

3 Trave di ripartizione: trave semplice a ciascun livello (s = 3.658 m)

Livello	R (kN/m)	M = R s²/8 (kN·m)	S = M/σ_{amm} (cm³)
A	110.18	184.25	1,113
B	57.30	95.82	579
C	70.52	117.93	713

La reazione massima è **al livello A** (R = 110.18 kN/m): la trave di ripartizione è dimensionata con **M_{max} = 184.25 kN·m**, **S ≥ 1,113 cm³**; le travi di ripartizione degli altri livelli possono essere più piccole.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Effetti di progetto, classe, flessione e instabilità per svergolamento

TEORIA

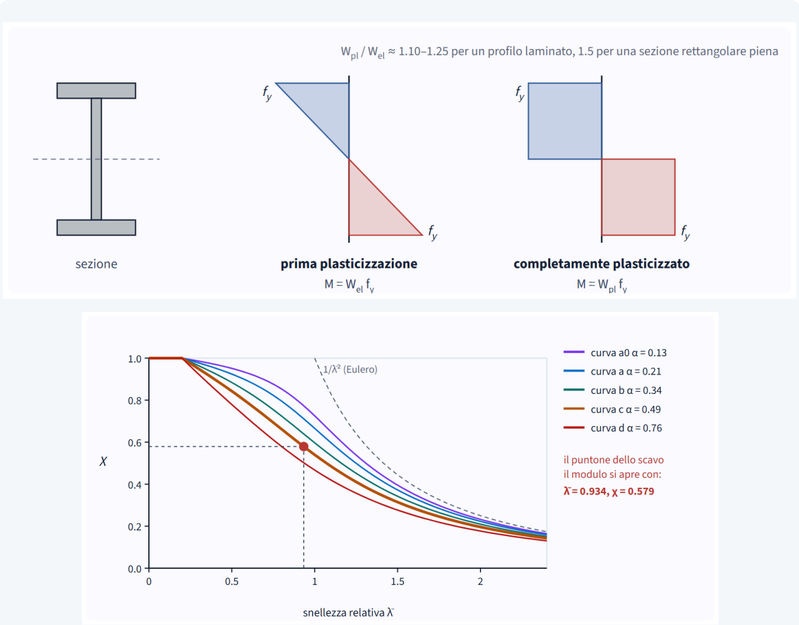
I carichi ricavati dall'inviluppo sono **valori di esercizio** (l'inviluppo di Peck è un limite superiore dei carichi misurati); vengono amplificati una sola volta al valore di progetto: $E_d = \gamma_F E_k$. Ogni elemento è verificato con la tensione di snervamento della propria classe di acciaio (f_y); la sezione è data dal **modulo di resistenza** dell'elemento (palplanche: W_{el} per metro; trave di ripartizione: W; puntone: A e I rispetto all'asse debole).

$$M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1 \qquad W = W_{pl}\ (\text{classe 1–2}),\ W_{el}\ (\text{classe 3})$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \qquad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \qquad \Phi = 0.5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\right] \qquad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \le 1 \qquad N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Il puntone instabilizza per buckling attorno all'asse debole: I è il momento d'inerzia minimo, $L_{cr} = K\,L_b$ è la lunghezza efficace (larghezza dello scavo, se tra i due non passa alcun palo re o controvento). α deriva dalla curva di buckling (curva c: 0.49).

Per le palancole vale la stessa resistenza per unità di larghezza (EN 1993-5; scorrimento dell'incastro β_B per i profili a U, 1.0 per i profili a Z). Poiché l'ala compressa della trave di ripartizione è a contatto con la paratia, l'instabilità per torsione laterale non è determinante.



Traccia

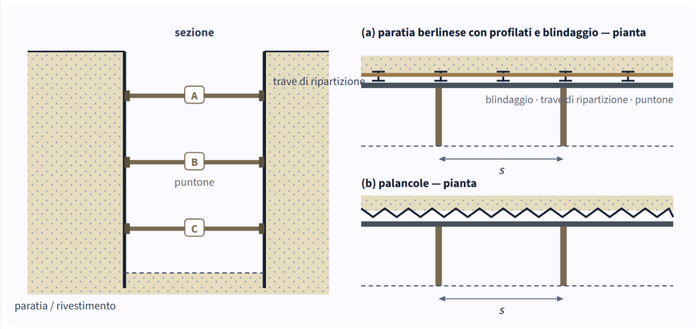
ESEMPIO

Dati

Scavo e carichi	**Lo scavo dell'Esempio 1(a) e i carichi dell'Esempio 3: $P_{max} = 318.75$ kN (puntone A)**
Elementi	**S275 ($f_y = 275$ MPa), $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.00$: palancole $W_{el} = 600$ cm³/m; trave di ripartizione $W_{el,y} = 1\,000$ cm³; puntone $A = 65.7$ cm², $I = 3\,598$ cm⁴, curva c, $L_{cr} = 6.00$ m**

RICHIESTO

η per la paratia di palancole, la trave di ripartizione più caricata e il puntone più caricato (≤ 1).



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Paratia di palancole e trave di ripartizione (flessione): $\eta = \gamma_F M/(W f_y)$

$$\eta_{sp} = \frac{1.35(45.55)}{600 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{61.50}{165.0} = \mathbf{0.373}$$

$$\eta_{belt} = \frac{1.35(119.53)}{1\,000 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{161.37}{275.0} = \mathbf{0.587}$$

Paratia di palancole η = **0.373**, trave di ripartizione η = **0.587**: entrambe sufficienti ($\eta \leq 1$).

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

2 Puntone (instabilità): $N_{Ed} = 1.35\ P_{max} = 1.35(318.75) = 430.31$ kN

$$N_{cr} = \frac{\pi^2(210\,000\,000)(3\,598 \cdot 10^{-8})}{6.00^2} = 2{,}071.5\ \text{kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1\,806.8}{2{,}071.5}} = 0.9339$$

$$\Phi = 0.5\left[1 + 0.49(0.9339 - 0.2) + 0.9339^2\right] = 1.1159$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.5791 \qquad N_{b,Rd} = \chi A f_y = 1{,}046.4\ \text{kN}$$

η_{destek} = 430.3 / 1,046.4 = **0.411**. Tutti e tre gli elementi risultano adeguati (η ≤ 1); per il puntone è determinante l'**instabilità per buckling** ($N_{c,Rd}$ = 1,806.8 kN, $N_{b,Rd}$ = 1,046.4 kN).

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

LRFD o ASD; classi, flessione, taglio, curva di stabilità delle colonne

TEORIA

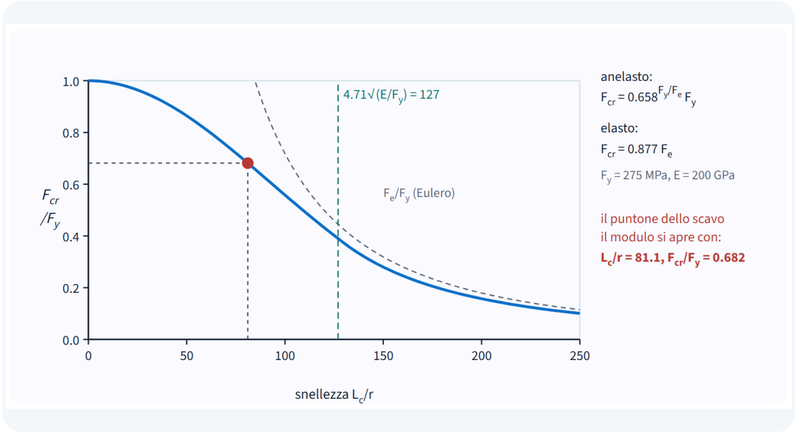
Ogni elemento è verificato con la **resistenza nominale R_n** ottenuta dalle disposizioni per compressione, flessione e taglio. Nell'LRFD il carico viene amplificato e la resistenza ridotta mediante φ; nell'ASD il carico di esercizio viene confrontato con la resistenza divisa per il fattore di sicurezza Ω:

$$R_u \le \phi R_n \ (\text{LRFD}) \qquad R_a \le \frac{R_n}{\Omega} \ (\text{ASD}) \qquad P_u = \gamma_H P,\ M_u = \gamma_H M,\ \gamma_H = 1.6$$

I carichi che scaturiscono dall'inviluppo sono la **spinta laterale delle terre H** dell'ASCE 7-22: nelle combinazioni LRFD entra con 1.6 ovunque si sommi al carico (sempre nelle opere di sostegno degli scavi), mentre in ASD con 1.0. La paratia di palancole e la trave di ripartizione fornite con il modulo si assumono con la resistenza dichiarata dal modulo: F_yZ in condizioni compatte, F_yS al primo snervamento. Poiché la trave di ripartizione è vincolata lateralmente dal paramento, risulta $L_b = 0$ e l'instabilità per torsione laterale non è uno stato limite.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} \qquad F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \ \left(\tfrac{L_c}{r} \le 4.71\sqrt{E/F_y}\right) \ \text{altrimenti } 0.877F_e \qquad P_n = F_{cr} A_g$$

Un'unica curva di instabilità vale per ogni sezione (nessuna curva da selezionare come in EN 1993-1-1); r è il raggio d'inerzia minore, $L_c = K\,L_b$ la lunghezza efficace; si raccomanda $L_c/r \le 200$. AISC, a differenza di EN 1993-1-1, non riduce la resistenza a flessione per effetto del taglio.



Traccia

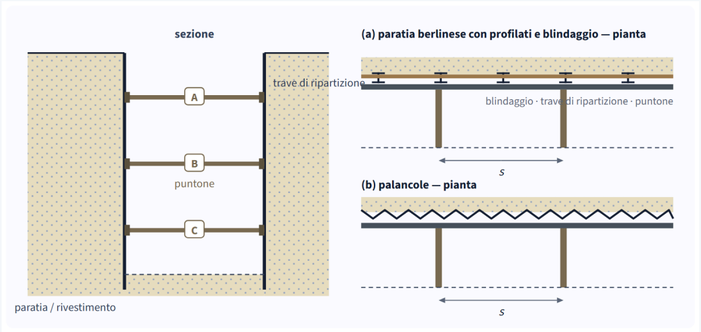
ESEMPIO

Dati

Scavo e carichi	**Lo scavo dell'Esempio 1(a) e i carichi dell'Esempio 3: $P_{max} = 318.75$ kN (puntone A)**
Elementi	**Gli elementi dell'Esempio 5 (S275, $F_y = 275$ MPa); $E = 200$ GPa; LRFD $\gamma_H = 1.6$, $\phi_c = \phi_b = 0.90$; ASD $\Omega_c = 1.67$, $\Omega_b = 1.67$ ($M_n = F_y S$)**

RICHIESTO

Per il puntone più caricato: **L_c/r, F_e, F_{cr}, P_n**; rapporti LRFD e ASD; rapporto LRFD per la paratia di palancole e la trave di ripartizione.



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Supporto: curva della colonna (A_g = 65.7 cm², r = 7.40 cm, L_c = 6.00 m)

$$\frac{L_c}{r} = \frac{600}{7.40} = 81.1 \;\le 4.71\sqrt{E/F_y} = 127$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} = \frac{\pi^2(200\,000)}{(81.1)^2} = 300.3\ \text{MPa}$$

$$F_{cr} = 0.658^{275/300.3}(275) = 187.4\ \text{MPa}$$

$$P_n = F_{cr}A_g = 187.4 \times 6\,570\ \text{mm}^2 = \mathbf{1{,}231.5}\ \text{kN}$$

Nel puntone **resistenza nominale P_n = 1,231.5 kN**; snellezza L_c/r = 81.1, nel campo di instabilità anelastica (limite 127).

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

2 Rapporti LRFD e ASD (P = 318.75 kN)

$$\text{LRFD: } P_u = 1.6(318.75) = 510.0\ \text{kN} \leq \phi_c P_n = 0.90(1{,}231.5) = 1{,}108.3\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.460}$$

$$\text{ASD: } P_a = 318.75\ \text{kN} \leq \frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{1{,}231.5}{1.67} = 737.4\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.432}$$

Puntone: LRFD η = **0.460**, ASD η = **0.432**. Paratia di palancole (LRFD) 0.491, trave di ripartizione 0.773; nella EN 1993-1-1 erano 0.373, 0.587 e 0.411.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Gradiente di uscita e gradiente critico

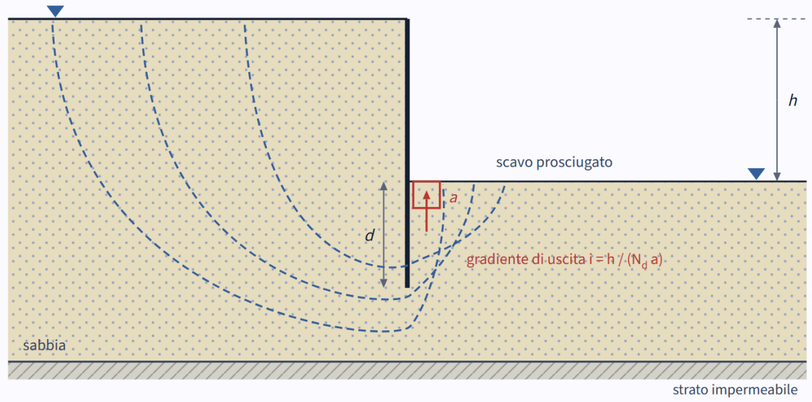
TEORIA

Un fondo in sabbia è in genere stabile e lo resta finché l'acqua all'interno dello scavo non si mantiene al di sotto della falda freatica esterna. Quando lo scavo viene prosciugato, l'acqua passa sotto la paratia e risale attraverso il fondo; l'elevato gradiente diretto verso l'alto nel punto di uscita può sollevare i grani: **il fondo ribolle (sifonamento)**. Dal reticolo di flusso si legge il massimo gradiente di uscita a lato della paratia:

$$i_{exit(max)} = \frac{h/N_d}{a} = \frac{h}{N_d\, a} \qquad FS = \frac{i_{cr}}{i_{exit(max)}} \qquad i_{cr} = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

h è la perdita di carico nella rete di flusso, N_d il numero di salti, a la lunghezza dell'elemento di flusso in cui l'acqua esce dal terreno a lato della paratia. i_{cr} vale 0.9–1.1 nella maggior parte dei terreni (media 1); il valore richiesto è FS ≈ **1.5**.

Il gradiente di uscita per uno scavo puntonato in sabbia profonda è stato risolto teoricamente: da due abachi si ricavano il modulo m (con $2L_2/B$ e $2L_1/B$) e $L_2 i_{uscita}/h$; $i = (L_2 i/h)_{abaco} \cdot h/L_2$. L_1 è la profondità della sabbia esterna rispetto al livello di base, L_2 è l'infissione della paratia al di sotto della sua base.



Traccia

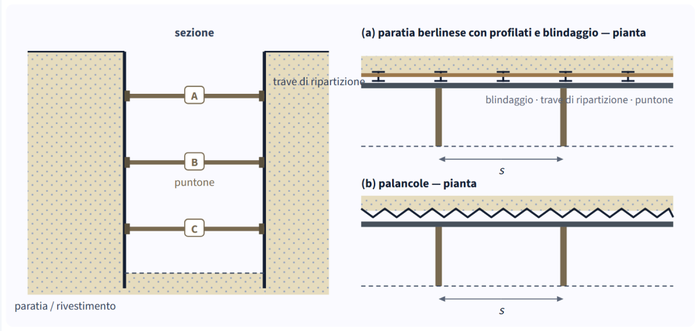
ESEMPIO

Dati

Rete di flusso (scavo di apertura)	**perdita di carico $h = 3.0$ m, numero di salti $N_d = 8$, elemento di uscita $a = 1.0$ m;** $i_{cr} = 1.0$; $FS_{required} = 1.5$
Esempio d'abaco (manuale)	$h = 4.5$ m, $L_1 = 5$ m, $L_2 = 4$ m, $B = 5$ m: $2L_1/B = 2$, $B/2L_2 = 0.625$, $m \approx 0.033$, $L_2 i_{exit}/h = 0.54$

RICHIESTO

i_{uscita} e **FS** con entrambi i metodi; confronto con il valore richiesto 1.5.



Soluzione

SOLUZIONE

1 Rete di flusso: $i_{uscita} = h/(N_d\, a)$

$$i_{exit(max)} = \frac{h}{N_d a} = \frac{3.0}{8(1.0)} = \mathbf{0.375}$$

$$FS = \frac{i_{cr}}{i_{exit(max)}} = \frac{1.0}{0.375} = \mathbf{2.67} \;\geq 1.5\ \checkmark$$

2 Metodo degli abachi (sabbia profonda)

$$i_{exit(max)} = \left(\frac{L_2 i_{exit}}{h}\right)_{nomograph} \frac{h}{L_2} = 0.54 \cdot \frac{4.5}{4} = 0.6075$$

$$FS = \frac{1.0}{0.6075} = \mathbf{1.646} \;\geq 1.5\ \checkmark$$

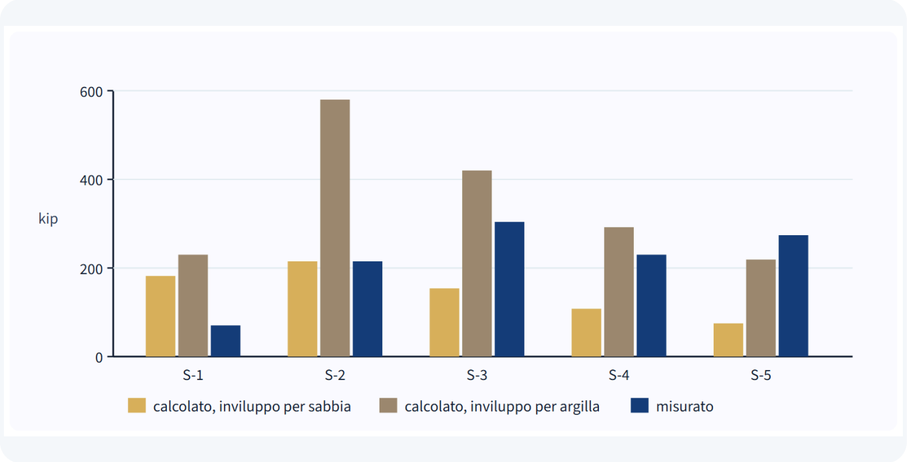
Nella rete di flusso il fattore di sicurezza nei confronti del sifonamento è **2.67**, dall'abaco **1.65**: entrambi sono superiori al valore richiesto di 1.5.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Casi di studio di Boston e Chicago

TEORIA

Boston (sezione di prova B): profondità 17.7 m, cinque puntoni (interasse 3.66 m); il profilo è stato delimitato da due inviluppi, per la sabbia e per l'argilla: inviluppo per la sabbia 53.5 kPa, inviluppo per l'argilla tenera–media 146.1 kPa; i carichi misurati sono risultati molto diversi da entrambe le stime (parametri del terreno incerti) e i puntoni erano stati dimensionati per carichi molto superiori a quelli misurati. **Chicago, National Plaza**: profondità 21.3 m, sei puntoni, argille sotto 13 ft di riporto sabbioso; il profilo è stato ricondotto a un'argilla equivalente: c_{av} = 34.91 kPa, γ_{av} = 19.76 kN/m³, $\gamma H/c$ = 12.08 > 4 → σ_a = 282.0 kPa. L'inviluppo di Peck ha fornito una pressione pari a circa **1.8 volte** quella osservata: un inviluppo tracciato attorno a molte opere di scavo risulta cautelativo per un singolo scavo; l'esperienza sul campo nello stesso terreno può ridurre sensibilmente la sovradimensionamento.



Che cosa assume il metodo

TEORIA

Gli inviluppi sono stati ricavati da scavi più profondi di circa 6 m; gli scavi più superficiali sono al di fuori dei dati e il modulo lo segnala. **L'inviluppo non è la pressione reale agente sul muro in un dato istante**: fornisce un carico di sostegno sicuro, non la deformata del muro.

La **falda freatica** si assume sotto la base; il modulo mantiene l'inviluppo della sabbia entro la copertura efficace e, se l'acqua è più in alto, ne aggiunge la pressione idrostatica a fianco; la filtrazione nello scavo è verificata alla base.

La **paratia di palancole** è assimilata a una catena di travi semplicemente appoggiate ai livelli di vincolo assegnati; la sua rigidezza propria e l'infissione sotto il fondo scavo non vengono utilizzate. Le **travi di ripartizione** sono considerate campate semplici tra i vincoli (ipotesi a favore di sicurezza per una trave continua su più vincoli).

L'acciaio è verificato con EN 1993-1-1; le sezioni di classe 4 non sono dimensionate, l'instabilità flesso-torsionale delle travi di ripartizione non è verificata. È disponibile l'opzione AISC 360-22 LRFD/ASD.

È atteso un certo movimento laterale della paratia: l'entità dipende dall'intervallo di tempo tra lo scavo di una fase e l'installazione delle travi di ripartizione e dei puntoni. Il movimento provoca una **perdita di terreno** nel terreno circostante; da 150 casi, il cedimento massimo è ≈ 1.1% della profondità di scavo in argilla molle, 0.2% in argilla dura e 0.3% in terreno incoerente.

Sintesi

Punti chiave

Inviluppo: ruota attorno alla sommità del muro puntonato; la pressione non è quella di Rankine, ma un diagramma empirico tracciato attorno ai carichi misurati. **Rettangolare nella sabbia**: $\sigma_a = 0.65\ \gamma\ H\ K_a$ (esempio: 28.12 kPa)

Sabbie multiple: $K_a(\bar{\varphi})$, il K_a medio e $K_a(\varphi'_{min})$ non coincidono (convesso); φ'_{min} è a favore di sicurezza

Acqua e sovraccarico separati: l'acqua riduce la copertura efficace ma aggiunge l'intera pressione idrostatica (R: 225 → 288 kN/m); q aggiunge $\Delta p = K_a q$

Carico sui puntoni: l'inviluppo è suddiviso in parti in corrispondenza delle cerniere, le reazioni si determinano con la statica, P = (somma delle reazioni)·s; nell'esempio $P_A = 318.75$ kN

Dimensionamento: $S = M_{max}/\sigma_{amm}$ (paratia di palancole), trave di ripartizione $M = R\ s^2/8$; nello scavo dell'esempio la paratia di palancole è 292 cm³/m, la trave di ripartizione 1 113 cm³

Acciaio: EN 1993-1-1 η = 0.373 / 0.587 / 0.411 (palancole / trave di ripartizione / instabilità del puntone); AISC LRFD puntone 0.460, ASD 0.432

Sifonamento: $FS = i_{cr}/i_{uscita} \geq 1.5$; nell'esempio 2.67 (rete di flusso) e 1.65 (abaco)

Bibliografia

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning — Chapter 15, “Braced Cuts”; questo testo ne segue l'impostazione teorica.

Peck, R.B. (1943). Earth pressure measurements in open cuts, Chicago (Ill.) subway. Transactions, ASCE, 108, 1008–1058.

Peck, R.B. (1969). Deep excavation and tunneling in soft ground. Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State-of-the-Art Volume, 225–290.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York.

Lambe, T.W. (1970). Braced excavations. Proceedings, Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, ASCE, 149–218.

Swatek, E.P., Asrow, S.P. and Seitz, A. (1972). Performance of bracing for deep Chicago excavation. Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1, Part 2, 1303–1322.

Harr, M.E. (1962). Groundwater and Seepage. McGraw-Hill, New York.

U.S. Department of the Navy (1971). Design Manual — Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, NAVFAC DM-7, Washington, D.C.

Moormann, C. (2004). Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database. Soils and Foundations, 44(1), 87–98.

EN 1990:2002, Eurocode — Basis of structural design. CEN.

EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN.

EN 1993-5:2007, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 5: Piling. CEN.

ANSI/AISC 360-22, Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, 2022.

ASCE/SEI 7-22, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston, 2022.

NOTA

Tutti gli esempi numerici sono stati prodotti con il motore di calcolo del modulo stesso; il modulo restituisce gli stessi valori. Anche l'esempio di calcolo nella pagina del modulo è costituito da questi scavi (scavo da manuale: 27 ft, γ = 112 pcf, φ' = 32°; scavo iniziale del modulo: 8 m).

GeoTerva

Calcoli geotecnici online

Dalla teoria alla pratica

Inserire in GeoTerva il profilo del proprio scavo, i livelli dei supporti, la falda freatica, il sovraccarico e gli elementi strutturali; il modulo fornisce insieme l'inviluppo, i carichi sui supporti, i momenti nella paratia di palancole e nella trave di ripartizione, la verifica dell'acciaio e il sollevamento del fondo scavo.

Aprire il modulo → **Pagina di teoria →**

Aprire dallo smartphone
I moduli di prova non richiedono registrazione.

Se si desidera utilizzarli nelle proprie lezioni: info@geoterva.com